

NGHIÊN CỨU LÝ THUYẾT VÀ THỰC NGHIỆM MÔ SỔ PHƯƠNG PHÁP DỰ BÁO MÔ MEN HÌNH THÀNH KHE NỨT CỦA DẦM BÊ TÔNG CỐT THÉP

Nguyễn Văn Quang^a, Nguyễn Ngọc Tân^{a,*}

^aKhoa Xây dựng Dân dụng & Công nghiệp, Trường Đại học Xây dựng,
55 đường Giải Phóng, quận Hai Bà Trưng, Hà Nội, Việt Nam

Nhận ngày 16/05/2019, Sửa xong 30/05/2019, Chấp nhận đăng 30/05/2019

Tóm tắt

Mô men hình thành khe nứt là một trong các yêu cầu khi tính toán thiết kế kết cấu bê tông cốt thép ở trạng thái giới hạn (TTGH) thứ hai. Hiện nay các tiêu chuẩn thiết kế đưa ra các giả thiết khác nhau khi tính toán mô men hình thành khe nứt, như việc kể đến hoặc không kể đến sự làm việc ngoài giới hạn đàn hồi của bê tông vùng kéo. Nghiên cứu này giới thiệu phương pháp xác định mô men hình thành khe nứt của dầm bê tông cốt thép (BTCT) dựa trên một số tiêu chuẩn như: (i) tiêu chuẩn Mỹ ACI 318-14, (ii) tiêu chuẩn Nga SP 63.13330.2012, và (iii) tiêu chuẩn Việt Nam TCVN 5574:2012. Ngoài ra, trong nghiên cứu này, 6 dầm bê tông cốt thép (BTCT) có kích thước hình học $B \times H \times L = 120 \times 200 \times 2200$ mm đã được chế tạo bằng bê tông cấp độ bền thiết kế B25 và chia làm ba nhóm mẫu với các thanh cốt thép dọc chịu kéo lần lượt là 2φ8, 2φ10 và 2φ12. Kết quả đo đạc tải trọng gây nứt thông qua thí nghiệm uốn bốn điểm được so sánh với các tính toán lý thuyết, đồng thời cho biết được ảnh hưởng của hàm lượng cốt thép đến mô men nứt trong kết cấu dầm bê tông cốt thép chịu uốn.

Từ khoá: trạng thái giới hạn thứ hai; mô men hình thành khe nứt; SP 63.13330.2012; ACI 318-14; TCVN 5574:2012.

THEORETICAL AND EXPERIMENTAL STUDY ON SEVERAL CALCULATION METHODS OF CRACKING BENDING MOMENT OF REINFORCED CONCRETE BEAMS

Abstract

Cracking moment is one of important parameters of reinforced concrete (RC) beams when considering the serviceability limit state. At present, the design standards give different assumptions in order to determine cracking moment, as mentioned or not to mention working out of the elastic limit of tension concrete. This study presents the calculation methods of cracking moment of RC beams that are based on three common codes of design practice, including: (i) American code ACI 318-14, (ii) Russian standard SP 63.13330.2012, and (iii) Vietnamese standard TCVN 5574:2012. In addition, in this study, 6 RC beams with the dimensions of $B \times H \times L = 120 \times 200 \times 2200$ mm were made of concrete having compressive strength class of B25 and into three testing sample groups with longitudinal reinforcements of 2φ8, 2φ10 and 2φ12 at the bottom layer, respectively. The test data allow comparing the loads corresponding cracking moment between experimental study and theoretical calculation, and determining the effect of longitudinal reinforcement ratios on the cracking bending moment of RC beams.

Keywords: RC beam; serviceability limit state; cracking moment; SP 63.13330.2012; ACI 318-14; TCVN 5574:2012.

[https://doi.org/10.31814/stce.nuce2019-13\(2V\)-03](https://doi.org/10.31814/stce.nuce2019-13(2V)-03) © 2019 Trường Đại học Xây dựng (NUCE)

*Tác giả chính. Địa chỉ e-mail: tannn@nuce.edu.vn (Tân, N. N.)

1. Mở đầu

Trên kết cấu công trình xây dựng, các cấu kiện bê tông cốt thép (BTCT) có thể xuất hiện các khe nứt do một hay đồng thời nhiều nguyên nhân, đó là biến dạng của ván khuôn trong quá trình thi công, hiện tượng co ngót của bê tông, các điều kiện khí hậu môi trường (nhiệt độ, độ ẩm), sự tác dụng của tải trọng và các tác động khác. Khi ứng suất kéo trong bê tông vượt quá cường độ chịu kéo thì bê tông bắt đầu bị nứt [1]. Thực tế, sự xuất hiện các khe nứt bê tông là một hiện tượng thường gặp trên các công trình BTCT, làm giảm độ cứng của kết cấu, tạo điều kiện cho các tác nhân bên ngoài (ion clorua, khí CO₂) xâm thực vào trong môi trường bê tông, gây ra sự ăn mòn cốt thép và các bệnh lý cho công trình. Do đó, các cấu kiện BTCT phải được tính toán ở trạng thái giới hạn thứ hai về biến dạng, nhằm đảm bảo cho kết cấu thỏa mãn các yêu cầu giới hạn về khe nứt và biến dạng (độ võng). Việc tính toán này bao gồm các nội dung cơ bản sau đây: (i) tính toán sự hình thành khe nứt; (ii) tính toán sự mở rộng khe nứt; (iii) tính toán sự khép kín khe nứt, và (iv) tính toán biến dạng của cấu kiện.

Đối với cấu kiện BTCT chịu uốn thông thường, tính toán sự hình thành khe nứt chính là tính toán giá trị mô men mà lúc đó cấu kiện xuất hiện khe nứt đầu tiên dưới tác dụng của tải trọng. Giá trị mô men hình thành khe nứt đã được nghiên cứu và đưa ra các công thức tính toán trong các tiêu chuẩn thiết kế. Cụ thể như tiêu chuẩn Mỹ ACI 318-14 [2], tiêu chuẩn Nga SP 63.13330.2012 [3], và tiêu chuẩn Việt Nam TCVN 5574:2012 [4] đưa ra các giả thiết khác nhau về sự làm việc của bê tông vùng kéo, dẫn đến giá trị mô men hình thành khe nứt có những công thức tính toán khác nhau. Hơn nữa, các nghiên cứu về mô men hình thành khe nứt của cấu kiện chịu uốn có kể đến ảnh hưởng của hàm lượng cốt thép dọc là một chủ đề được nhiều nhà khoa học quan tâm nghiên cứu [5].

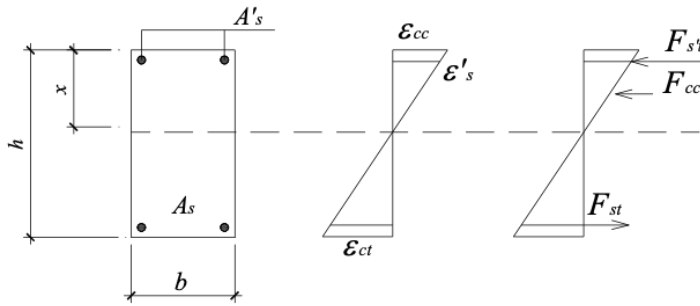
Trong nghiên cứu này, các phương pháp tính toán mô men hình thành khe nứt theo các tiêu chuẩn hiện hành của Mỹ, Nga và Việt Nam sẽ được giới thiệu, phân tích, và so sánh. Mỗi tiêu chuẩn đưa ra những giả thiết về sự làm việc của bê tông vùng kéo khác nhau, qua đó thấy được sự ảnh hưởng của các giả thiết này đến giá trị mô men hình thành khe nứt. Ngoài ra, nghiên cứu thực nghiệm cũng đã được thực hiện trên 6 dầm bê tông cốt thép có các kích thước hình học là $B \times H \times L = 120 \times 200 \times 2200$ mm. Các dầm thí nghiệm này được chế tạo bằng bê tông có cấp độ bền thiết kế B25 và các thanh cốt thép dọc chịu kéo lần lượt là 2φ8, 2φ10 và 2φ12, tương ứng với các hàm lượng cốt thép là 0,45%, 0,71% và 1,02%. Mô men hình thành khe nứt được khảo sát thông qua tải trọng gây ra khe nứt đầu tiên trên dầm. Do đó, thí nghiệm uốn bốn điểm được thực hiện trên các mẫu dầm nhằm xác định tải trọng gây nứt, để so sánh với các giá trị được dự báo bởi các tiêu chuẩn thiết kế nói trên. Đồng thời, những kết quả thu được cho phép xác định ảnh hưởng của hàm lượng cốt thép đến tải trọng gây nứt trên dầm BTCT.

2. Nghiên cứu lý thuyết tính toán mô men hình thành khe nứt của dầm BTCT làm việc chịu uốn

2.1. Tính toán mô men hình thành khe nứt theo tiêu chuẩn Mỹ ACI 318-14

Khi tính toán khả năng chống nứt của dầm bê tông cốt thép theo tiêu chuẩn Mỹ ACI 318-14 [2] dựa trên một số giả thiết như sau: (i) tiết diện của dầm được coi là phẳng sau khi bị biến dạng; (ii) ứng suất trong bê tông vùng nén được tính toán ở trạng thái đàn hồi; (iii) ứng suất trong bê tông vùng kéo được tính toán ở trạng thái đàn hồi. Từ các giả thiết trên, sơ đồ ứng suất và biến dạng tại tiết diện ngang của dầm chuẩn bị hình thành khe nứt được minh họa như trên Hình 1, trong đó h là chiều cao dầm, b là bề rộng dầm, x là chiều cao bê tông vùng nén, A_s và A'_s tương ứng là diện tích cốt thép trong vùng chịu kéo và chịu nén, ε_{cc} và ε_{ct} tương ứng là biến dạng của bê tông vùng nén và vùng kéo, ε_s và

ε'_s tương ứng là biến dạng cốt thép vùng kéo và vùng nén, F_{st} và F'_{st} tương ứng là hợp lực trong cốt thép vùng kéo và vùng nén, F_{cc} là hợp lực trong bê tông vùng nén.



Hình 1. Sơ đồ ứng suất - biến dạng tại tiết diện chuẩn bị hình thành khe nứt theo tiêu chuẩn Mỹ ACI 318-14

Với các giả thiết trên, ứng suất kéo nén σ_x trong bê tông được xác định theo công thức (1), với M là mô men tác dụng lên dầm, I_x là mô men quán tính của dầm, y_x là khoảng cách từ mép ngoài bê tông đến trục trung hòa.

$$\sigma_x = \frac{M}{I_x} y_x \quad (1)$$

Tại tiết diện chuẩn bị nứt, ứng suất kéo trong bê tông bằng cường độ chịu kéo của bê tông, tương ứng với khả năng kháng nứt của tiết diện. Từ công thức (1), mô men kháng uốn của tiết diện dầm, ký hiệu là M_{crc} , được tính toán theo công thức (2), trong đó f_r (psi) là cường độ chịu kéo khi uốn của bê tông được quy đổi từ giá trị cường độ chịu nén đặc trưng, ký hiệu là f'_c (psi), đo trên mẫu hình trụ có kích thước $D \times H = 150 \times 300$ mm và có giá trị là $f_r = 7,5 \sqrt{f'_c}$; I_g là mô men quán tính của tiết diện bê tông so với trục trung hòa, bỏ qua cốt thép; y_t là khoảng cách từ mép chịu kéo ngoài cùng đến vị trí trục trung hòa.

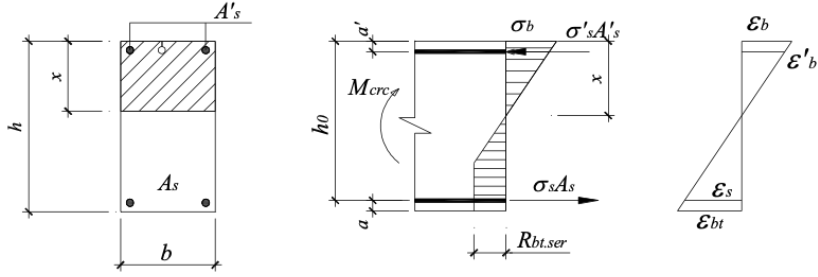
$$M_{crc} = \frac{f_r I_g}{y_t} \quad (2)$$

2.2. Tính toán mô men hình thành khe nứt theo tiêu chuẩn Nga SP 63.13330.2012

Dựa theo tiêu chuẩn Nga SP 63.13330.2012 [3], mô men hình thành khe nứt của dầm BTCT có thể được xác định với những giả thiết tính toán như sau: (i) tiết diện của dầm được coi là phẳng sau khi bị biến dạng; (ii) biểu đồ ứng suất trong vùng bê tông chịu nén có dạng tam giác; (iii) biểu đồ ứng suất trong vùng bê tông chịu kéo có dạng hình thang với ứng suất lớn nhất bằng cường độ chịu kéo của bê tông; (iv) biến dạng tương đối tại thớ chịu kéo ngoài cùng của bê tông lấy bằng giá trị cực hạn $\varepsilon_{bt,u} = 0,00015$; (v) quan hệ ứng suất - biến dạng trong cốt thép theo lý thuyết đàn hồi tuyến tính.

Từ các giả thiết trên, sơ đồ ứng suất và biến dạng tại tiết diện ngang hình thành khe nứt được minh họa như Hình 2, với A_s và A'_s tương ứng là diện tích cốt thép trong vùng chịu kéo và chịu nén, σ_b và σ_{bt} tương ứng là ứng suất của bê tông trong vùng chịu nén và chịu kéo, σ_s và σ'_s tương ứng là ứng suất của cốt thép trong vùng chịu kéo và chịu nén, ε_b và ε_{bt} tương ứng là biến dạng của bê tông trong vùng chịu nén và chịu kéo, ε_s và ε'_s tương ứng là biến dạng của cốt thép trong vùng chịu kéo và chịu nén.

Mô men hình thành khe nứt M_{crc} của cầu kiện dầm BTCT chịu uốn được xác định theo công thức (3), trong đó $R_{bt,ser}$ là cường độ chịu kéo tính toán dọc trục của bê tông ở trạng thái giới hạn thứ hai,



Hình 2. Sơ đồ ứng suất - biến dạng tại tiết diện chuẩn bị hình thành khe nứt theo tiêu chuẩn Nga SP 63.13330.2012

W_{pl} là mô men kháng uốn đàn dẻo của tiết diện đối với thớ ngoài cùng.

$$M_{crc} = R_{bt,ser} W_{pl} \quad (3)$$

Đối với tiết diện chữ nhật, giá trị W_{pl} được xác định theo công thức (4), trong đó hệ số γ lấy bằng 1,3; W_{red} là mô men kháng uốn đàn hồi của tiết diện quy đổi được xác định theo công thức (5), với I_{red} là mô men quán tính của tiết diện quy đổi đối với trục trung hòa, y_t là khoảng cách từ mép bê tông chịu kéo ngoài cùng đến trục trung hòa của tiết diện quy đổi

$$W_{pl} = \gamma W_{red} \quad (4)$$

$$W_{red} = \frac{I_{red}}{y_t} \quad (5)$$

Mô men quán tính I_{red} được xác định theo công thức (6), với I , I_s và I'_s tương ứng lần lượt là mô men quán tính của tiết diện bê tông, tiết diện cốt thép chịu kéo và tiết diện cốt thép chịu nén, α là tỷ số giữa mô đun đàn hồi của cốt thép và mô đun đàn hồi của bê tông.

$$I_{red} = I + \alpha I_s + \alpha I'_s \quad (6)$$

Giá trị y_t và A_{red} lần lượt được tính theo các công thức (7) và (8) như sau:

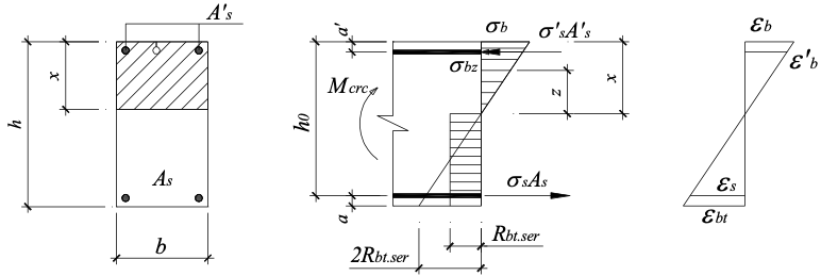
$$y_t = \frac{S_{t,red}}{A_{red}} \quad (7)$$

$$A_{red} = A + \alpha A_s + \alpha A'_s \quad (8)$$

2.3. Mô men hình thành khe nứt theo tiêu chuẩn Việt Nam TCVN 5574:2012

Khi tính toán khả năng chống nứt của dầm BTCT, tiêu chuẩn Việt Nam TCVN 5574:2012 [4] đưa ra một số giả thiết như sau: (i) tiết diện được coi là phẳng sau khi bị biến dạng; (ii) ứng suất trong bê tông vùng nén được xác định có kể đến biến dạng đàn hồi hoặc không đàn hồi của bê tông; (iii) độ dãn dài tương đối lớn nhất của thớ bê tông chịu kéo ngoài cùng có giá trị bằng $2R_{bt,ser}/E_b$; (iv) ứng suất trong bê tông vùng kéo được xem là phân bố đều có giá trị bằng $R_{bt,ser}$. Từ các giả thiết trên sơ đồ biến dạng và ứng suất của tiết diện bê tông tại tiết diện chuẩn bị hình thành khe nứt được trình bày trên Hình 3.

Từ các phương trình cân bằng lực dọc và mô men tìm được khả năng chống nứt của cấu kiện chịu uốn như công thức (9), với $R_{bt,ser}$ là cường độ chịu kéo tính toán dọc trục của bê tông, W_{pl} là mô men



Hình 3. Sơ đồ ứng suất - biến dạng tại tiết diện chuẩn bị hình thành khe nứt theo tiêu chuẩn Việt Nam TCVN 5574:2012

kháng uốn của tiết diện đối với thử chịu kéo ngoài cùng có xét đến biến dạng không đàn hồi của bê tông vùng kéo và được tính như trong công thức (10).

$$M_{crc} = R_{bt,ser} W_{pl} \quad (9)$$

$$W_{pl} = \frac{2(I_{b0} + \alpha I_{s0} + \alpha I'_{s0})}{h - x} + S_{b0} \quad (10)$$

trong đó I_{b0} , I_{s0} và I'_{s0} lần lượt là mô men quán tính đối với trục trung hòa của diện tích vùng bê tông chịu nén, diện tích cốt thép chịu kéo và của diện tích cốt thép chịu nén; S_{b0} là mô men tính đối với trục trung hòa của diện tích vùng bê tông chịu kéo; x là chiều cao vùng nén tại thời điểm hình thành khe nứt được tính bởi công thức (11).

$$x = \frac{2\alpha A_{s'} a' + 2\alpha A_s (h - a) + bh^2}{(2\alpha A_{s'} + 2\alpha A_s + 2bh)} \quad (11)$$

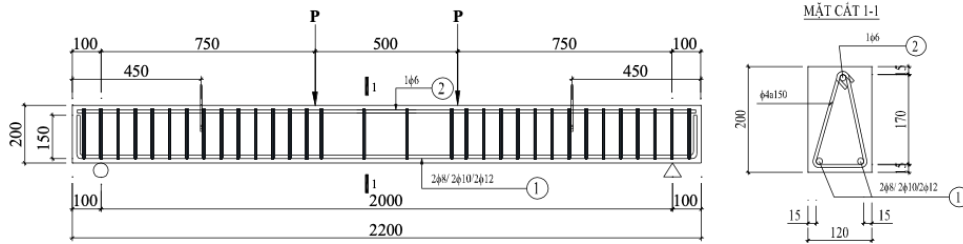
Đối với tiết diện chữ nhật, cho phép lấy giá trị gần đúng $W_{pl} = 1,8W_{red}$.

Khi tính toán mô men hình thành khe nứt các tiêu chuẩn áp dụng đều kể đến sự làm việc của bê tông vùng kéo, tuy nhiên sơ đồ ứng suất và biến dạng của tiết diện dựa trên các giả thuyết khác nhau. Tiêu chuẩn TCVN 5574:2012 giả thiết ứng suất bê tông vùng kéo có dạng hình chữ nhật, SP 63.13330.2012 giả thiết là hình thang, trong khi tiêu chuẩn ACI 318-14 tính toán dưới dạng tam giác. Do đó, giá trị mô men kháng uốn khác nhau, dẫn tới giá trị mô men hình thành khe nứt khác nhau.

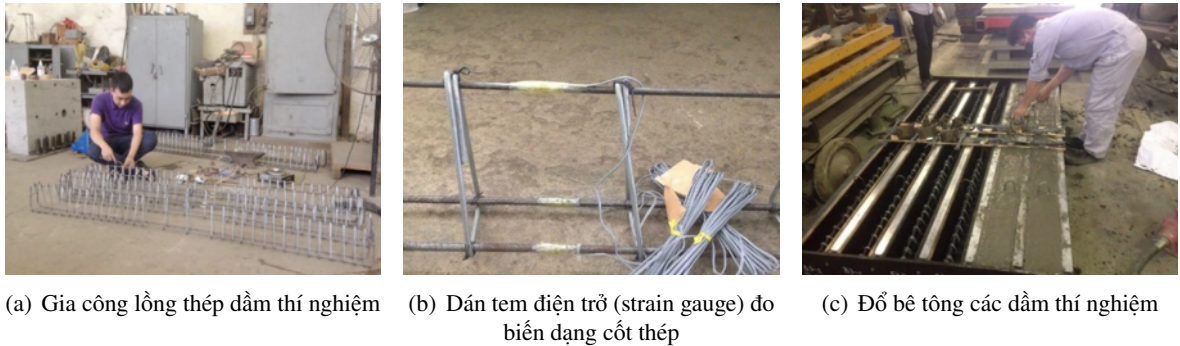
3. Nghiên cứu thực nghiệm xác định tải trọng gây nứt trên dầm BTCT

3.1. Mẫu thí nghiệm

Thí nghiệm được thực hiện trên 6 mẫu dầm BTCT chiều dài $L = 2200$ mm, tiết diện hình chữ nhật kích thước $B \times H = 120 \times 200$ mm. Trong nghiên cứu này, để bỏ qua sự làm việc của cốt thép trong vùng chịu nén, các dầm thí nghiệm sử dụng cốt thép dọc chịu nén là 1 thanh thép $\phi 6$. Sáu dầm thí nghiệm được chia làm ba nhóm dầm ký hiệu là D1, D2 và D3. Mỗi nhóm gồm 2 dầm với cốt thép chịu kéo lần lượt là $2\phi 8$, $2\phi 10$, và $2\phi 12$, tương ứng với hàm lượng cốt thép là 0,45%, 0,71% và 1,02%. Thép đai là thép tròn trơn, có đường kính danh nghĩa $\phi 6$. Khoảng cách cốt đai đối với đoạn giữa hai điểm đặt lực là $\phi 6a150$, đối với các đoạn còn lại là $\phi 6a60$. Cấu tạo dầm thí nghiệm điển hình được minh họa trong Hình 4. Hình 5 mô tả các quy trình chế tạo dầm thí nghiệm.



Hình 4. Cấu tạo chi tiết của dầm thí nghiệm điển hình



(a) Gia công lồng thép dầm thí nghiệm

(b) Dán tem điện trở (strain gauge) đo biến dạng cốt thép

(c) Đổ bê tông các dầm thí nghiệm

Hình 5. Quá trình chế tạo các dầm thí nghiệm

3.2. Vật liệu sử dụng

Các dầm thí nghiệm được chế tạo bằng bê tông có cấp độ bền thiết kế B22,5. Thành phần cấp phối vật liệu của bê tông được trình bày trong Bảng 1. Trong quá trình đổ bê tông các dầm thí nghiệm, các mẫu bê tông hình lập phương có kích thước $150 \times 150 \times 150$ mm cũng được chế tạo và bảo dưỡng trong cùng điều kiện khí hậu của phòng thí nghiệm, để xác định cường độ chịu nén thực tế của bê tông ở 28 ngày tuổi theo tiêu chuẩn TCVN 3118:1993 [6]. Đồng thời, các mẫu bê tông hình trụ có các kích thước $D \times H = 150 \times 300$ mm cũng được chế tạo, để làm thí nghiệm xác định mô đun đàn hồi của bê tông.

Bảng 1. Thành phần cấp phối vật liệu chế tạo bê tông [kg/m^3]

Xi măng PCB30 [kg]	Cát vàng [kg]	Đá 1×2 [kg]	Nước [kg]	N/X
430	597	1207	197	0,46

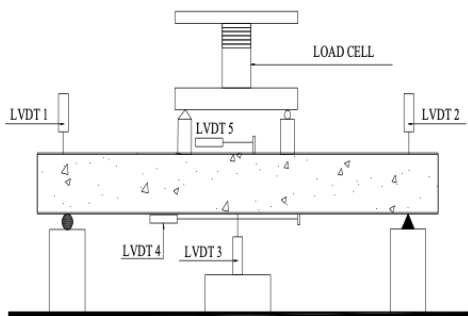
Tương tự, đối với các cốt thép dọc được sử dụng, thí nghiệm kéo cũng đã được thực hiện trên một tổ mẫu thép theo tiêu chuẩn Việt Nam TCVN 197-1:2014 [7] để xác định cường độ chảy của thép. Những kết quả thí nghiệm thu được đối với các chỉ tiêu cơ lý của bê tông và cốt thép được tổng hợp trong Bảng 2, trong đó R_m (MPa) là cường độ chịu nén trung bình của bê tông, E_b (MPa) là mô đun đàn hồi của bê tông, f_y (MPa) là giới hạn chảy của cốt thép. Mỗi chỉ tiêu được đặc trưng bởi giá trị trung bình (m), độ lệch chuẩn (s) và hệ số biến động c_v (%).

Bảng 2. Các tính chất cơ lý của bê tông và cốt thép

Chỉ tiêu	Mẫu thí nghiệm	Kết quả thí nghiệm	Giá trị trung bình (m)	Độ lệch chuẩn (s)	Hệ số biến động (cv , %)
Cường độ chịu nén của bê tông (R_m , MPa)	1	31,4	29,6	1,6	5,5
	2	28,2			
	3	29,2			
Mô đun đàn hồi của bê tông (E_b , MPa)	1	30600	30600	3000	9,8
	2	33600			
	3	27600			
Giới hạn chảy của cốt thép (f_y , MPa)	$\phi 8$	374 – 410 – 410	398	20,7	5,2
	$\phi 10$	329 – 341 – 341	337	7,3	2,2
	$\phi 12$	407 – 412 – 412	410	3,1	0,7

3.3. Sơ đồ thí nghiệm uốn dầm BTCT

Đối với mỗi dầm thí nghiệm, thí nghiệm uốn dầm đơn giản được thực hiện theo sơ đồ uốn bốn điểm như minh họa trên Hình 6. Dầm thí nghiệm chịu tác dụng của hai lực tập trung là P , khoảng cách từ gối tựa đến điểm đặt lực là $L_1 = 650$ mm, khoảng cách giữa hai điểm đặt lực là $L_2 = 500$ mm. Tải trọng được tạo ra bởi kích thủy lực và được đo đặc bằng thiết bị đo lực điện tử (load-cell). Độ võng của dầm thí nghiệm được xác định thông qua ba dụng cụ đo chuyển vị, ký hiệu là LVDT1, LVDT2 và LVDT3, bố trí tại vị trí hai gối tựa và ở giữa dầm. Biến dạng của bê tông vùng nén được đo đặc bằng một dụng cụ đo chuyển vị, ký hiệu LVDT4, bố trí ở mặt trên của dầm và ở giữa hai điểm đặt lực, với chiều dài chuẩn đo $l = 200$ mm. Biến dạng của bê tông vùng kéo được đo đặc bằng một dụng cụ đo chuyển vị, ký hiệu LVDT5, bố trí ở mặt dưới của dầm, với chiều dài chuẩn đo $l = 500$ mm (bằng khoảng cách giữa hai điểm đặt lực). Tất cả các thiết bị và dụng cụ đo được kết nối với bộ xử lý số liệu Data - Logger TDS 530 và máy tính để đo đặc số liệu một cách tự động và liên tục trong quá trình thí nghiệm. Tải trọng tác dụng được tăng với tốc độ đồng đều, không gây ra lực xung lên kết cấu thí nghiệm, cho đến khi dầm bị phá hoại thì dừng lại. Các tham số nhận được trong quá trình thí nghiệm bao gồm: (i) lực tác dụng lên dầm, (ii) biến dạng cốt thép vùng kéo, (iii) biến dạng của bê tông vùng kéo, và (iv) chuyển vị của dầm.



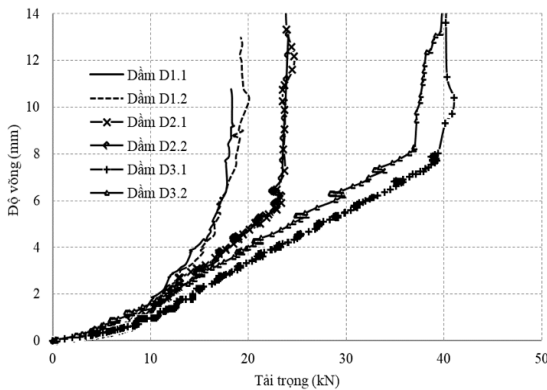
Hình 6. Thí nghiệm uốn bốn điểm dầm BTCT

4. Phân tích và đánh giá kết quả tải trọng gây nứt của dầm BTCT

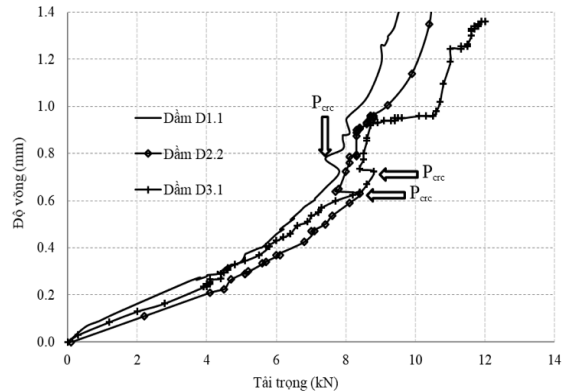
4.1. Biểu đồ quan hệ giữa tải trọng và độ võng của các dầm thí nghiệm

Những số liệu thí nghiệm thu được cho phép xây dựng biểu đồ quan hệ giữa tải trọng và độ võng đối với từng dầm thí nghiệm. Hình 7 giới thiệu biểu đồ quan hệ tải trọng và độ võng cho tất cả dầm thí nghiệm, bao gồm:

- Nhóm mẫu D1: gồm hai dầm, ký hiệu D1.1 và D1.2, có hàm lượng cốt thép dọc chịu kéo bằng 0,45% cấu tạo bởi lớp cốt thép dưới 2 ϕ 8;
- Nhóm mẫu D2: gồm hai dầm, ký hiệu D2.1 và D2.2, có hàm lượng cốt thép dọc chịu kéo bằng 0,71% cấu tạo bởi lớp cốt thép dưới 2 ϕ 10;
- Nhóm mẫu D3: gồm hai dầm, ký hiệu D3.1 và D3.2, có hàm lượng cốt thép dọc chịu kéo bằng 1,02% cấu tạo bởi lớp cốt thép dưới 2 ϕ 12.



Hình 7. Biểu đồ quan hệ tải trọng và độ võng của các dầm thí nghiệm



Hình 8. Biểu đồ quan hệ tải trọng và độ võng của dầm trong giai đoạn hình thành khe nứt đầu tiên

Trong mỗi nhóm dầm, biểu đồ quan hệ giữa tải trọng và độ võng là tương đối trùng khớp giữa hai dầm thí nghiệm. Điều này chứng tỏ rằng những kết quả thu được ít chịu ảnh hưởng của sự biến động của các tính chất cơ lý của vật liệu bê tông và thép. Ứng xử của các dầm thí nghiệm tuân theo ứng xử chịu uốn của dầm đơn giản làm việc chịu uốn, gồm ba giai đoạn làm việc chính:

- Giai đoạn dầm làm việc trước khi xuất hiện khe nứt: mối quan hệ giữa ứng suất và biến dạng $\sigma - \varepsilon$ là tuyến tính;
- Giai đoạn dầm làm việc sau khi xuất hiện khe nứt đến khi cốt thép bị chảy dẻo: khi xuất hiện khe nứt, mối quan hệ giữa ứng suất và biến dạng $\sigma - \varepsilon$ là phi tuyến, độ dốc của biểu đồ tải trọng và độ võng bị giảm so với giai đoạn đầu tiên. Khe nứt đầu tiên xuất hiện ở vùng giữa dầm (giữa hai điểm đặt lực). Khi tải trọng tiếp tục tăng, số lượng khe nứt xuất hiện nhiều hơn về hai phía gối tựa, chiều dài khe nứt phát triển về phía vùng bê tông chịu nén của dầm, bề rộng của khe nứt cũng tiếp tục tăng;
- Giai đoạn dầm bị phá hoại: tải trọng tác dụng lên dầm không tăng, trong khi đó độ võng của dầm tăng nhanh, tương ứng với giai đoạn cốt thép bị chảy dẻo. Dầm được xác định bị phá hoại khi bê tông vùng nén bị phá vỡ.

Hình 8 được phóng to ở giai đoạn đầu của biểu đồ tải trọng và độ võng của một số dầm điển hình để thấy rõ hơn sự thay đổi ứng xử của dầm thí nghiệm trước và sau khi hình thành khe nứt. Tại điểm hình thành khe nứt thì biểu đồ thay đổi độ dốc, cũng như xác định được tải trọng gây nứt (ký hiệu là P_{cr}) và độ võng của dầm tại thời điểm này. Bảng 3 tổng hợp các đặc trưng chính của từng dầm thí

nghiệm được xác định từ biểu đồ tải trọng và độ võng, bao gồm: tải trọng gây nứt, tải trọng phá hoại, độ võng tương ứng khe nứt đầu tiên, độ võng lớn nhất.

Bảng 3. Những đặc trưng ứng xử chịu uốn của các dầm thí nghiệm

Dầm thí nghiệm	Tải trọng gây nứt P_{crc} (kN)	Độ võng khi xuất hiện khe nứt đầu tiên f_{crc} (mm)	Tải trọng phá hoại P_{ph} (kN)	Độ võng lớn nhất f_{ph} (mm)
D1.1	7,8	0,73	18,3	9,44
D1.2	7,9	0,81	18,6	8,90
D2.1	8,4	0,74	23,6	8,10
D2.2	8,4	0,79	24,1	8,04
D3.1	8,8	0,81	41,0	8,54
D3.2	8,9	0,72	40,9	8,42

4.2. So sánh tải trọng gây nứt tính toán theo các tiêu chuẩn thiết kế và thực nghiệm

Dựa vào các giả thuyết và các công thức lý thuyết được nêu ra trong mục 2, tải trọng gây nứt được lần lượt được tính toán cho từng nhóm dầm thí nghiệm theo từng tiêu chuẩn áp dụng. Khi áp dụng tiêu chuẩn Nga SP 63.13330.2012 và tiêu chuẩn Việt Nam TCVN 5574:2012, thì cường độ bê tông được tính toán trên mẫu hình lập phương. Do đó, từ kết quả thí nghiệm nêu ra trong Bảng 2, cường độ chịu nén trung bình có giá trị $R_m = 29,6$ MPa, cho phép tính toán lần lượt cường độ chịu nén đặc trưng (R_{ch}) và cường độ chịu nén tiêu chuẩn ($R_{b,n}$) theo các công thức (12) và (13), trong đó $S = 1,64$ là hệ số phụ thuộc vào xác suất đảm bảo lấy bằng 95%, $cv = 5,5\%$ là hệ số biến động của cường độ chịu nén xác định từ thí nghiệm, và γ_{kc} là hệ số kết cấu lấy bằng 0,8. Tiếp đó, cường độ chịu kéo tính toán dọc trục của bê tông ($R_{bt,ser}$) được nội suy từ Bảng 12 trong tiêu chuẩn TCVN 5574:2012. Mặt khác, khi áp dụng tiêu chuẩn Mỹ ACI 318-14, cường độ chịu nén đặc trưng của bê tông trên mẫu hình trụ (f'_s) được tính toán bằng cách lấy cường độ chịu nén đặc trưng trên mẫu hình lập phương chia cho hệ số 1,2. Những kết quả quy đổi thông số vật liệu bê tông được tóm tắt trong Bảng 4.

$$R_{ch} = R_m (1 - S \times cv) \quad (12)$$

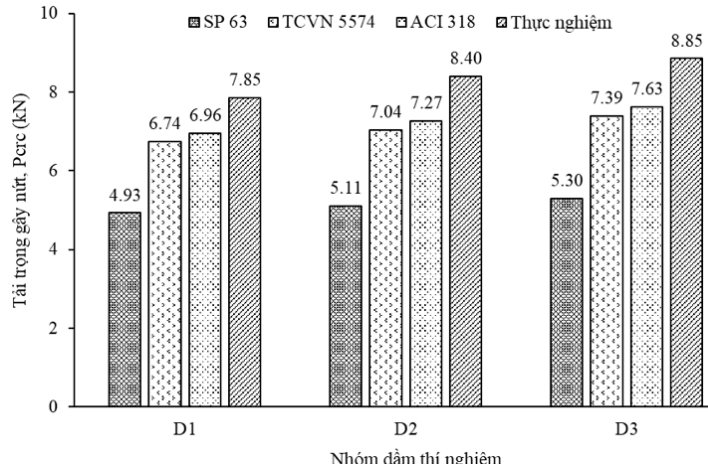
$$R_{b,n} = \gamma_{kc} R_m \quad (13)$$

Bảng 4. Các đặc trưng cường độ của bê tông theo các tiêu chuẩn áp dụng

TCVN 3118:1993	ACI 318-14		SP 63.13330.2012		TCVN 5574:2012	
R_m (MPa)	f'_c (MPa)	f_r (MPa)	$R_{b,n}$ (MPa)	$R_{bt,ser}$ (MPa)	$R_{b,n}$ (MPa)	$R_{bt,ser}$ (MPa)
29,6	22,4	2,95	21,5	1,72	21,5	1,72

Những kết quả tính toán lý thuyết được tổng hợp và giới thiệu trong Hình 9, nhằm so sánh giữa giá trị tính toán lý thuyết và giá trị thực nghiệm. Những kết quả thu được chỉ ra rằng, tải trọng gây nứt của tất cả dầm thí nghiệm đều lớn hơn so với các kết quả tính toán lý thuyết, điều này là an toàn trong các bài toán thiết kế. Tiêu chuẩn SP 63.13330.2012 tính toán thiên về an toàn lớn nhất, tải trọng gây nứt xác định theo thực nghiệm lớn hơn 1,59 đến 1,67 lần so với tải trọng tính toán lý thuyết. Tiếp đó, đối với tiêu chuẩn Việt Nam TCVN 5574:2012, tỷ số giữa tải trọng gây nứt và tải trọng tính toán

lý thuyết có giá trị trong khoảng 1,16 – 1,20. Trong khi đó, tỷ số này có giá trị trong khoảng 1,13 – 1,16 đối với tiêu chuẩn Mỹ ACI 318-14. Do đó, đối với các dầm thí nghiệm trong nghiên cứu này, tiêu chuẩn ACI 318-14 và tiêu chuẩn TCVN 5574:2012 cho kết quả tính toán khá gần với giá trị thực nghiệm.

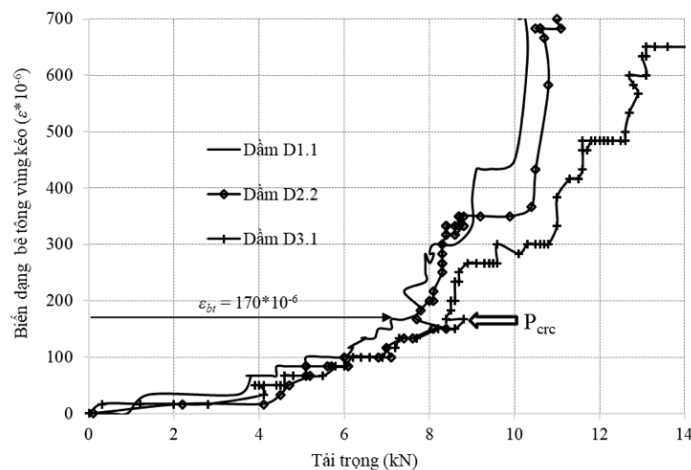


Hình 9. So sánh tải trọng gây nứt tính toán theo lý thuyết và thực nghiệm

Đồng thời, những kết quả thu được chỉ ra rằng khi tăng hàm lượng cốt thép từ 0,45% lên 1,02%, thì tải trọng trung bình hình thành khe nứt tăng từ 7,85 kN lên 8,85 kN, tương đương tăng 12,74%. Tỷ lệ này của các kết quả tính toán lý thuyết có giá trị trong khoảng 8,33% đến 10,61%. Như vậy, có thể nhận xét rằng, hàm lượng cốt thép dọc chịu kéo ít ảnh hưởng đến tải trọng gây nứt.

4.3. Giá trị biến dạng cực hạn của bê tông vùng kéo khi hình thành khe nứt

Trong tính toán sự hình thành khe nứt của tiêu chuẩn Nga SP.63.13330.2012 có giả thiết tính toán bê tông vùng kéo thử ngoài cùng tại thời điểm hình thành khe nứt có giá trị 0,00015. Trong nghiên cứu thực nghiệm này, giá trị biến dạng cực hạn của bê tông vùng kéo được trình bày trong Hình 10.



Hình 10. Biến dạng cực hạn của bê tông vùng kéo khi hình thành khe nứt

Khi tải trọng nhỏ, mối quan hệ giữa tải trọng và biến dạng của bê tông gần như là đường thẳng, trong giai đoạn này bê tông vùng kéo làm việc gần như là đàn hồi. Khi tải trọng tăng đến khi hình thành khe nứt, biến dạng bê tông vùng kéo có dạng phi tuyến, lúc này bê tông trong vùng chịu kéo phát triển biến dạng dẻo trong bê tông. Giá trị biến dạng tương đối tại thời điểm hình thành khe nứt đạt giá trị 0,00017. Giá trị này khá sát so với giả thiết biến dạng của bê tông vùng kéo theo tiêu chuẩn Nga SP 63.13330.2012.

5. Kết luận

Trong nghiên cứu này, mô men hình thành khe nứt của dầm BTCT đã được khảo sát thông qua tải trọng gây nứt. Theo tính toán lý thuyết, tải trọng gây nứt đã được dự đoán theo một số tiêu chuẩn thiết kế, đó là ACI 318-14, SP 63.13330.2012 và TCVN 5574:2012. Đồng thời, nghiên cứu thực nghiệm đã được thực hiện trên 6 dầm BTCT có các hàm lượng cốt thép dọc vùng kéo lần lượt là 0,45%, 0,71% và 1,02%. Những kết quả tính toán lý thuyết được so sánh với những kết quả thực nghiệm thu được đối với tải trọng gây nứt và đưa ra một số kết luận như sau:

- Các tiêu chuẩn áp dụng đều kể đến biến dạng của bê tông vùng kéo khi tính toán mô men hình thành khe nứt, tuy nhiên dựa trên các giả thiết khác nhau về sơ đồ ứng suất – biến dạng của tiết diện dầm. Theo đó, khi so sánh với tải trọng gây nứt thu được từ thực nghiệm nhận thấy rằng tiêu chuẩn Nga SP 63.2012 tính toán thiên về an toàn nhiều nhất, tiếp đến là tiêu chuẩn TCVN 5574:2012 và tiêu chuẩn Mỹ ACI 318-14.

- Hàm lượng cốt thép ảnh hưởng không đáng kể đến mô men hình thành khe nứt, cụ thể khi tăng hàm lượng cốt thép lên 225% thì giá trị mô men hình thành khe nứt chỉ tăng 8%.

- Biến dạng cực hạn của bê tông vùng kéo khi hình thành khe nứt được đo đạc thực nghiệm trong nghiên cứu này có giá trị là 0,00017 khá gần với giá trị dự báo tính toán theo tiêu chuẩn Nga SP 63.2012 là 0,00015.

Lời cảm ơn

Nhóm tác giả xin chân thành cảm ơn Phòng thí nghiệm và kiểm định công trình – Trường Đại học Xây dựng đã hỗ trợ để thực hiện nghiên cứu thực nghiệm.

Tài liệu tham khảo

- [1] Minh, P. Q., Phong, N. T., Công, N. Đ. (2011). *Kết cấu bê tông cốt thép (phần cấu kiện cơ bản)*. Nhà xuất bản Khoa học và Kỹ thuật.
- [2] ACI 318-14 (2014). *Building code Requirements for structural concrete*. American Concrete Institute.
- [3] SP 63.13330.2012. *Concrete and reinforced concrete structures – Design requirements*. Viện tiêu chuẩn Nga.
- [4] TCVN 5574:2012. *Kết cấu bê tông và bê tông cốt thép - Tiêu chuẩn thiết kế*. Bộ Khoa học và Công nghệ, Việt Nam.
- [5] Gergely, P., Lutz, L. A. (1968). *Maximum crack width in reinforced concrete flexural members*. American Concrete Institute, SP20-06, 20:87–117.
- [6] TCVN 3118:1993. *Bê tông nặng – Phương pháp xác định cường độ nén*. Bộ Khoa học và Công nghệ, Việt Nam.
- [7] TCVN 197-1:2014. *Vật liệu kim loại – Thử kéo – Phần 1: Phương pháp thử ở nhiệt độ phòng*. Bộ Khoa học và Công nghệ, Việt Nam.